

Implementación del FEMA P695 en la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador

Juan Carlos Vielma¹, Manuel Cando¹

⁽¹⁾Universidad de las Fuerzas Armadas. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Av. General Rumiñahui. Sangolquí. Ecuador. jcvielma@espe.edu.ec

RESUMEN

La metodología contenida en el FEMA P695 presenta una serie de avances que permiten evaluar de manera sistemática los sistemas sismorresistentes, aplicando técnicas que para la fecha son avanzadas en el área y representan la compilación de una serie de avances alcanzados durante la década pasada. Dentro de la metodología, los procedimientos descritos en los pasos se encuentran en principio bajo el enfoque determinista, sin embargo, a medida que se hace necesario trabajar con un conjunto finito de casos representativos del espacio de diseño de una determinada tipología estructural, se incorporan procedimientos probabilistas, en los que juega un papel muy importante la cuantificación de la incertidumbre asociada con los diferentes pasos de la metodología.

En este trabajo se presenta un resumen sucinto de la metodología FEMA P695 y su adaptación en determinados detalles, que han permitido aplicarla a la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador, tomando en consideración las diferentes características de amenaza, diseño, geometría y materiales presentes en el país.

ABSTRACT

The methodology contained in FEMA P695 presents a number of advances that allow a systematic evaluation of the seismic-resistant systems, using techniques that are far advanced in the area and represent the compilation of a series of progress achieved during the past decade. Within the method, the procedures described in steps are focused in principle in a deterministic approach, however, as it is necessary to work with a finite set of representative cases of the design space of a given structural typology, it is necessary to incorporate probabilistic procedures, which plays a very important role to quantify the uncertainty associated with the steps of the methodology.

This paper presents a brief summary of the methodology FEMA P695 and adaptation in certain details, which have allowed applying to the evaluation of the steel structures in Ecuador, taking into account the different characteristics of seismic hazard, design methodology, geometry and materials used in the country.

1. INTRODUCCIÓN

En este artículo se describe la metodología general de evaluación a ser aplicada en el análisis de las estructuras metálicas de las edificaciones residenciales de la ciudad de Quito. La metodología se encuentra basada en el procedimiento publicado por la FEMA "Quantification of building seismic performance factors", (2009) [1] bajo la denominación FEMA P695. Aquí hay que hacer notar que esta metodología ha sido originalmente formulada con la finalidad de evaluar nuevos sistemas estructurales y proponer sus factores para el diseño. Sin embargo, el carácter general de la metodología, su especial y detallado tratamiento en la determinación de los factores y sobre todo, su carácter puntero en cuanto al estado del arte lo convierten en una herramienta práctica y directa para la evaluación de los factores de prestaciones de sistemas estructurales existentes.

El procedimiento lineal de diseño contenido en las normas se basa en convertir el complicado comportamiento no lineal de la estructura de un edificio bajo cargas sísmicas en un problema lineal equivalente [2, 3].

Las normas prescriben una serie de requerimientos para estructuras basados en el sistema estructural. Estos requerimientos regulan la configuración, el tamaño. Los materiales de construcción, el detallado y la resistencia y rigidez de la estructura.

Los requerimientos son controlados mediante la asignación de una serie de coeficientes de respuesta del sistema (R , C_d y Ω_0) que son el factor de reducción de respuesta, el factor de amplificación de desplazamientos y el factor de reserva de resistencia respectivamente y que representan las propiedades del material y el detallado del sistema.

2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA FEMA P695

La metodología que se describe a continuación se sustenta en la revisión de investigaciones relevantes en el área de la respuesta no lineal y la simulación de colapso. Se basa en los siguientes principios:

- Es aplicable a nuevos sistemas estructurales.
- Es compatible con normas de diseño, por ejemplo provisiones NEHRP y ASCE/SEI 7 [4].
- Es compatible con el objetivo de prestación de seguridad de vida que se expresa de forma tácita en las normativas de diseño sismo-resistente.
- La amenaza se basa en el máximo terremoto esperado.
- Los conceptos son consistentes con las definiciones de factores de prestaciones sísmicas de las normas actuales.
- La seguridad se expresa en términos del ratio de margen de colapso.
- Las prestaciones se cuantifican a través de la simulación del colapso.
- La incertidumbre se considera directamente en la evaluación del colapso.

Es necesario introducir los factores de diseño definidos en el ASCE/SEI 7-05, como son:

R : Factor de reducción de respuesta

C_d Factor de amplificación de desplazamientos

Ω_0 Factor de reserva de resistencia

En la Figura 1 se pueden apreciar las relaciones que permiten definir los tres factores de diseño, que servirán para la evaluación de las prestaciones sísmicas de la estructura. Es necesario aclarar que en la figura aparecen factores que son adimensionales (relacionan fuerzas, desplazamientos o aceleraciones, aquí se expresan como si se tratase de una cantidad relativa (resta) con unas dimensiones que en realidad no posee.

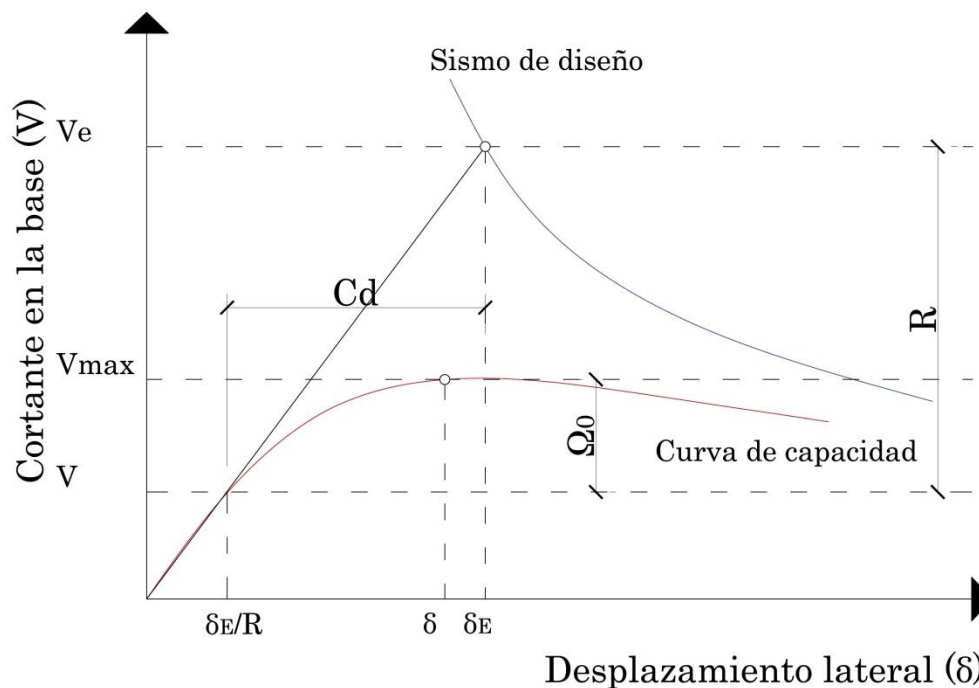


Figura 1 Determinación de los factores de evaluación de la respuesta sismorresistente de los edificios

De la figura se comienza definiendo el Factor de reducción de respuesta:

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (1)$$

Donde V_E es el valor de la fuerza que debería desarrollar el sistema si este se mantuviese elástico y V es el valor del cortante prescrito para el diseño. La reserva de resistencia se define mediante:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (2)$$

Siendo V_{max} el valor máximo del cortante en la base alcanzado durante el análisis con empuje incremental o máxima resistencia lateral de la estructura. Finalmente, se define el factor de amplificación de desplazamientos como:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (3)$$

En esta última expresión δ es el desplazamiento definido de cubierta del sistema cuando se ha producido una plastificación global, correspondiente al sismo de diseño y δ_E es el desplazamiento correspondiente al terremoto de diseño si la estructura mantuviese un comportamiento elástico.

2.1 Pasos de la metodología

La metodología general se encuentra resumida en el Flujograma de la Figura 2.

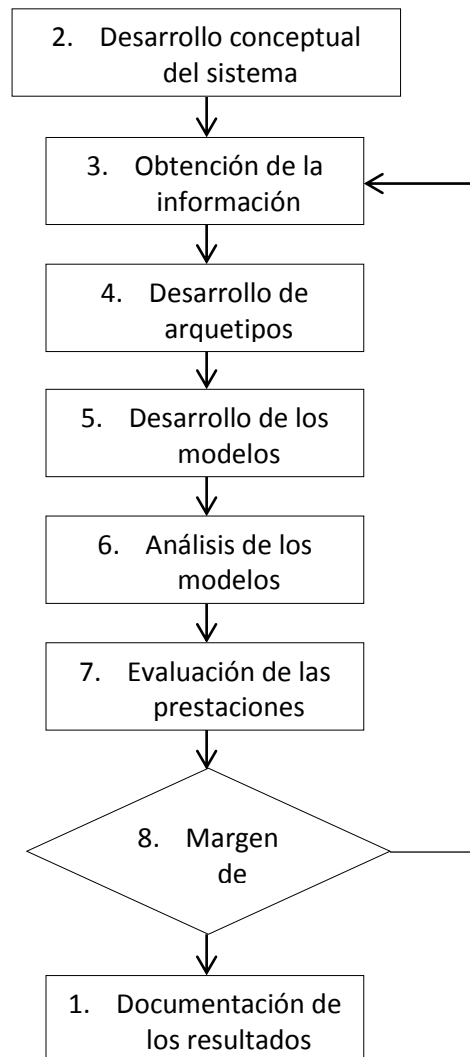


Figura 2 Proceso de determinación y documentación de los factores de prestaciones sísmica

3. ARQUETIPOS ESTUDIADOS

Al diseñar arquetipos se consigue un conjunto finito de casos que representan el rango de aplicaciones del sistema estructural propuesto.

Los modelos no lineales deben tomar en consideración las masas sísmicas que son estabilizadas por el sistema estructural, incluyendo los efectos P- Δ asociados con dichas masas.

Generalmente los elementos son idealizados con modelos fenomenológicos para simular comportamientos complejos, propios de estructuras que incursionan en el rango de comportamiento no lineal y especialmente aquellas que lo hacen bajo la acción de cargas dinámicas.

Los diseños de los arquetipos se prepararán para cumplir con los requisitos mínimos normativos (se deben diseñar tanto los miembros como las conexiones). El diseño de los arquetipos se concibe para apreciar el rango factible de casos dentro del espacio de diseño, más no es su objetivo cubrir los casos atípicos (casos cuyas prestaciones pueden ser superiores o inferiores a los casos usuales).

La metodología no contempla aspectos como la evaluación explícita de la redundancia, las irregularidades estructurales, la interacción suelo-estructura, los factores de importancia y otros criterios de diseño sismo-resistentes no considerados explícitamente en las normas.

3.1 Determinación del periodo fundamental

En la metodología es importante determinar el periodo fundamental ya que este se aplicará de dos maneras diferentes. Primero que nada se le utilizará para determinar la aceleración básica de diseño. En segundo lugar se aplicará para definir la intensidad espectral del acelerograma para establecer el ratio del margen de colapso cuando se aplica el análisis no lineal dinámico. El período se determinará como:

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \geq 0,25s \quad (4)$$

En la expresión anterior h_n es la altura del edificio, C_u es un coeficiente que se obtiene en el punto del espectro correspondiente a un período de 1s. C_t y x son unos parámetros que se obtiene de la Tabla 12.8-2 del ASCE 7-05 (Tabla 1) y que se muestra seguidamente con los valores métricos:

Tabla 1 Tabla del ASCE 7-05

Tipología estructural	C_t	x
Pórticos de acero resistentes a momento	0,0724	0,8
Pórticos de concreto resistentes a momento	0,0466	0,9
Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos	0,0731	0,75
Otra tipología estructural	0,0488	0,75

Debe observarse que los períodos nunca serán inferiores a 0,25s.

3.2 Valores de prueba de los factores de prestaciones

Los valores de desempeño son requeridos para poder llevar a cabo diferentes etapas del diseño de los arquetipos. El factor de reducción de respuesta se necesita para calcular las fuerzas sísmicas a partir del espectro elástico reducido. El factor de reserva de resistencia se requiere para calcular las fuerzas ponderadas y el factor de amplificación de desplazamientos es necesario para calcular los desplazamientos inelásticos para aplicar el control de derivas.

Para definir el espacio de diseño de los arquetipos seleccionados, es imprescindible identificar aquellos parámetros que afectan de manera importante el desempeño de los sistemas resistentes a

sismos. Seguidamente se muestran en la Tabla 2, los parámetros de diseño que se aplican a los arquetipos representativos de las estructuras metálicas sismo-resistentes que constituyen las edificaciones residenciales del Ecuador, determinados de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción [5].

Dada la diversidad en zonas sísmicas del país y la dispersión de los principales centros urbanos, ha sido necesario realizar el estudio de evaluación sobre una muestra representativa de las condiciones más relevantes, por lo que se ha seleccionado la ciudad capital de la República, Quito, como emplazamiento de los arquetipos. En la siguiente tabla se muestran las características que permiten definir el espacio de diseño de los arquetipos. Nótese que se han incluido todas aquellas características de la amenaza sísmica, así como el tipo de sobrecarga de explotación (carga viva) y directrices normativas que se aplicarán en el diseño.

Tabla 2 Características necesarias para la definición de la acción sísmica

<p>Definición de la acción sísmica</p> <p>Ubicación: Quito (aceleración básica de diseño=0,4g)</p> <p>Suelo: duro (Suelo B)</p> <p>Factor de reducción: R=6</p> <p>Amortiguamiento: 5%</p> <p>Diseño de la estructura</p> <p>Dimensionado de la estructura: Con base en aceleraciones, con base en desplazamientos y con amplificación de desplazamientos</p> <p>Proceso de diseño: de acuerdo con la NEC-2013 y el AISC-2010</p> <p>Tipología estructural: Pórticos resistentes a momentos</p> <p>Regularidad: Estructura regular en planta y elevación</p> <p>Tipo de diafragma: Losas de entrepiso y techo actuando como diafragma rígido</p> <p>Tipo de sistema de entrepiso: Losa unidireccional con chapa colaborante sobre correas metálicas</p> <p>Tipo de perfiles empleados: laminados en caliente y soldados</p> <p>Tipo de acero: A36</p> <p>Tipo de conexiones: rígidas</p> <p>Definición de la geometría</p> <p>Alturas: 2, 4 y 6 niveles</p> <p>Longitudes de vanos: 3 m y 6 m</p> <p>Definición de las cargas gravitatorias</p> <p>Sobrecargas de uso: residencia y azotea con acceso</p>

Tabla 3 Índice de configuraciones arquetípicas

N° de niveles	Diseño	Luces vanos(m)	Tipo de perfiles	N° de arquetipo
2	ba	3	pl	2131
			ps	2132
		6	pl	2161
			ps	2162
	bd	3	pl	2231
			ps	2232
		6	pl	2261
			ps	2262
	al	3	pl	2331
			ps	2332
		6	pl	2361
			ps	2362
4	ba	3	pl	4131
			ps	4132
		6	pl	4161
			ps	4162
	bd	3	pl	4231
			ps	4232
		6	pl	4261
			ps	4262
	al	3	pl	4331
			ps	4332
		6	pl	4361
			ps	4362
6	ba	3	pl	6131
			ps	6132
		6	pl	6161
			ps	6162
	bd	3	pl	6231
			ps	6232
		6	pl	6261
			ps	6262
	al	3	pl	6331
			ps	6332
		6	pl	6361
			ps	6362

Conforme con estas premisas adoptadas como los factores que más influyen sobre el comportamiento sismo-resistente de las estructuras a ser diseñadas para luego ser sometidas a la revisión aplicando la metodología, se han diseñado 36 arquetipos que representan el campo de diseño de las estructuras metálicas de este estudio. El índice de las configuraciones arquetípicas se muestra en la

Los arquetipos se han modelado utilizando el software de análisis no lineal SeismoStruct [7].

4. MODELOS DE LOS ARQUETIPOS

La definición de un modelo de arquetipo incluye la definición del tipo de idealización que representa el comportamiento estructural. En un extremo se encuentran los modelos de continuo formulados usando técnicas de elementos finitos, que teóricamente son capaces de representar la mecánica de estructuras de una manera más directa. En el otro extremo se encuentran los modelos fenomenológicos, que representan el comportamiento aproximado global de la estructura, utilizando resortes no lineales concentrados. Este último es el caso de los conocidos métodos que emplean rótulas plásticas para los cuales el comportamiento momento-rotación es gobernado por modelos semi-empíricos calibrados mediante pruebas de laboratorio.

4.1. Configuración en planta y elevación

La representación de la configuración en planta y elevación en los modelos de arquetipos dependerá de la configuración del arquetipo y de la respuesta estructural. Ciertamente ambas irregularidades afectan el colapso, con el propósito de evaluar unas provisiones generales las posibles irregularidades no se incorporarán a los arquetipos.

Comportamiento tridimensional contra comportamiento bidimensional

La necesidad de modelos que contemplen comportamiento bidimensional contra comportamiento tridimensional depende de:

- El tipo de configuración estructural en el espacio de diseño
- La influencia esperada del efecto tridimensional en la respuesta estructural

Generalmente para estructuras aporticadas usuales basta con una modelización en 2D, mientras que para estudiar el efecto de la torsión o la flexión fuera del plano, se requiere de la elaboración de modelos tridimensionales.

El comportamiento del sistema involucra la interacción de múltiples componentes sismo-resistentes, que están distribuidos espacialmente. En el caso de estudios que involucran la presencia de diafragmas, es imprescindible aplicar análisis tridimensional.

5. ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS ARQUETIPOS

La evaluación del colapso se lleva a cabo tanto por procedimientos estáticos como dinámicos. Los procedimientos estáticos se aplican para validar el comportamiento no lineal y para proporcionar

datos estadísticos sobre la ductilidad y la reserva de resistencia. Los análisis dinámicos se aplican utilizando grupos de acelerogramas. Dentro de estos se usan registros de terremotos de fuente cercana y lejana, aunque solo estos últimos son los aplicados para la evaluación del colapso.

Los acelerogramas aplicados son progresivamente escalados hasta que se alcanza el colapso, con un procedimiento similar al presentado por Vamvatsikos y Cornell [6]. Con los resultados obtenidos del análisis incremental dinámico se puede trazar una curva de fragilidad de colapso usando una distribución cumulativa (CDF), que relaciona la intensidad del terremoto con la probabilidad de colapso formulada por Ibarra *et al.* [8, 9].

En el análisis estático se calculan los valores de la reserva de resistencia Ω y la ductilidad basada en el período μ_T . En el análisis dinámico no lineal se evalúa la capacidad media de colapso \hat{S}_{CT} y el ratio del margen de colapso CMR .

La capacidad media de colapso se define como la intensidad del terremoto para la cual la mitad de los acelerogramas considerados en el análisis dinámico no lineal producen colapso en la mitad de los modelos de los arquetipos.

Los análisis no lineales se aplicarán considerando la combinación siguiente de cargas:

$$w = 1,05D + 0,25L$$

En la expresión anterior D es la carga muerta (incluyendo el peso propio de los miembros estructurales modelados, mientras que L representa la carga viva.

Los modelos de comportamiento de los materiales deben incorporar directamente la degradación de la rigidez y de la resistencia. Adicionalmente se espera que el programa adoptado para el análisis permita aplicar el análisis no lineal con empuje incremental (análisis pushover) y el análisis no lineal dinámico (análisis de historia tiempo), además que debe ser capaz de capturar el comportamiento de los miembros con degradación de rigidez y resistencia bajo grandes deformaciones.

5.1. Acelerogramas a ser empleados

Los arquetipos s serán evaluados con un grupo de acelerogramas pre-definidos que son progresivamente escalados hasta que se alcanza el colapso medio. El ratio entre la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la intensidad del terremoto máximo considerado (TMC) definida como S_{MT} , corresponde al ratio medio de colapso CMR , que es el parámetro inicial a ser considerado para caracterizar la seguridad estructural frente al colapso.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (6)$$

5.2. Grupo de acelerogramas a ser empleados

La metodología tal como está formulada, contempla dos grupos de acelerogramas: el primero obtenido con registros de fuente cercana y el segundo obtenido de fuente lejana. Además cada grupo incorpora dos componentes horizontales, no considerando la componente vertical, ya que la misma no se considera como desencadenante del colapso de las estructuras.

Los registros de fuente cercana no son de obligatoria aplicación, ya que se toman como referencia frente a los valores del CMR para un grupo especial de edificaciones ubicadas dentro de la categoría de diseño sísmico E (según la clasificación del ASCE-7).

Los dos grupos de acelerogramas incluyen registros de terremotos fuertes, cuyas magnitudes son mayores que 6,5 y con valores de $PGA > 0,2g$ y $PGV > 15\text{cm/s}$. Los eventos de grandes magnitudes dominan el riesgo de colapso y generalmente tienen duraciones mayores que finalmente son determinantes para la evaluación del colapso de modelos no lineales con degradación tanto de resistencia como de rigidez.

La metodología recomienda no considerar más de dos registros de cada terremoto registrado, con la finalidad de evitar el sesgo. Los terremotos de fuente lejana tienen como principal función la de permitir evaluar el colapso de los arquetipos independientemente de su ubicación. Suelen aplicarse en contraposición de los acelerogramas sintéticos.

En la presente investigación se aplicará un grupo de acelerogramas proveniente de registros compatibles con el espectro elástico de diseño de la ciudad de Quito. En el grupo de acelerogramas se pueden señalar tres sub-grupos de interés: el primero corresponde a terremotos fuertes registrados en Sudamérica, con fuentes sismogénicas compatibles con las presentes en la ciudad de Quito. El segundo sub-grupo está formado por terremotos fuertes que han afectado a construcciones metálicas. Finalmente, el tercer sub-grupo corresponde a acelerogramas registrados durante terremotos fuertes recientes, ocurridos alrededor del mundo. Es de hacer notar que Aguiar [13] ha advertido de la escasez de registros en los países Latinoamericanos, por lo que se hace muy frecuente tener que recurrir a bases de datos de otras zonas sismogénicas mundiales.

En la
se muestra un resumen de los registros considerados en esta investigación.

Esto proporciona un número total de 31 registros a ser utilizados en el análisis incremental dinámico.

5.3. Escalado de acelerogramas

Los acelerogramas deberán ser escalados para representar una intensidad específica (por ejemplo la intensidad de colapso de la estructura). El escado de acelerogramas comprende dos pasos, el primero que comprende que los registros de cada grupo sean normalizados con respecto de sus respectivas PGV. Esto persigue eliminar la variabilidad de los registros bajo diferencias inherentes a magnitud, distancia de la fuente, tipo de fuente, efecto de sitio, entre otros, sin que se elimine la variabilidad inherente entre los registros. El segundo paso requiere que los acelerogramas normalizados sean escalados de manera grupal respecto de una intensidad específica, de tal modo que la aceleración espectral media del conjunto sea compatible con la aceleración correspondiente al período fundamental T de los arquetipos analizados. Este aspecto está garantizado en la aplicación del programa de análisis para la obtención de las curvas IDA [10, 11, 12].

Tabla 4 Resumen de los registros utilizados en la definición de la acción dinámica para el análisis incremental

Terremoto	Estación	Componente
Algarrobo (Chile)	Llaillai	280
		40
	Hualane	E-O
		N-S
Del Perú (Perú)	Lima	N
		S
Áncash(Perú)	Arequipa, Instituto Geofísico	L
		T
Northridge(EEUU)	Carbon Canyon Dam	131
		041
	Los Angeles Griffith Observatory	360
		270
Kobe (Japón)	Nishi Akashi	000
		090
	Takatori	000
		090
Sumatra (Indonesia)	Sikuai Island	090
		360
Tohoku (Japón)	Fukushima	e-w
		n-s
	Yamamoto	e-w
		n-s
Maule (Chile)	Concepción San Pedro	97
		7
	Cerro Santa Lucía	90
		360
Este de Turquía (Turquía)	Van Muradiye	N
		S
	Bitlis Merkez	N-S
		E-W
Ecuador	Baeza	N-S

5.4. Análisis con empuje incremental

El análisis con empuje incremental puede efectuarse conforme al procedimiento recogido en el ASCE 7-05. La distribución vertical de las fuerzas laterales de empuje (F_x) puede ser proporcional a la forma espectral del primer modo de vibración del modelo del arquetipo analizado. Es de hacer notar que los arquetipos son analizados, dimensionados y sus conexiones son diseñadas conforme a las disposiciones de la NEC y de forma complementaria con las normas del AISC [14].

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (7)$$

Siendo: m_x : masa del nivel x

$\phi_{1,x}$: ordenada del primer modo del nivel x

A partir del análisis no lineal con empuje incremental se obtienen unos parámetros esenciales de la respuesta sismo-resistente de la estructura.

En la Figura 3 se muestra cómo se procesan los resultados del análisis no lineal con empuje incremental. En primer lugar debe saberse que la curva resultante del análisis no lineal se conoce como curva de capacidad. Esta puede presentarse normalizada con respecto a la altura total del edificio y con respecto del peso sísmico. En ese caso se pasa a conocer como curva de capacidad normalizada.

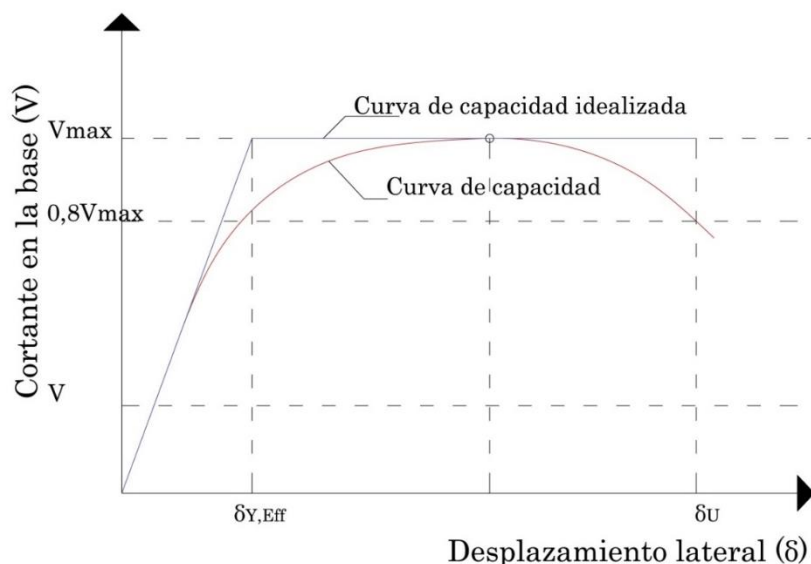


Figura 3 Curva de capacidad y curva de capacidad idealizada

En la Figura 3 se pueden apreciar los siguientes valores:

V_{max} : Cortante máximo alcanzado

δ_u : Desplazamiento último, calculado en el punto en el cual la curva de capacidad alcanza un 80% del cortante máximo

V : Cortante de diseño

$\delta_{y,eff}$: Desplazamiento efectivo a nivel de cubierta

El factor de reserva de resistencia se calcula de manera tradicional, según la expresión:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (8)$$

Mientras que la ductilidad basada en el periodo se calcula como:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (9)$$

El desplazamiento último δ_u se seguirá calculando como es ya tradicional, mediante el desplazamiento en el que ocurre el cortante máximo. Esto tiene que ver con la dificultad que se presenta en muchos análisis para capturar el punto en el que se alcanza el 80% del V_{max} . En esta expresión además se introduce un nuevo término que es el desplazamiento efectivo en el nivel de cubierta $\delta_{y,eff}$ que se determina según la expresión:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (10)$$

En la expresión anterior C_0 es un coeficiente que correlaciona el desplazamiento del nivel de cubierta de un sistema de un grado de libertad, $\frac{V_{max}}{W}$ la relación es el cortante máximo normalizado con respecto del peso sísmico, g es la aceleración de la gravedad, T es el período fundamental calculado conforme a la expresión estudiada y T_1 es el periodo del primer modo obtenido de un análisis de auto-valores.

El coeficiente C_0 se calcula a partir de:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^n m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^n m_x \phi_{1,x}^2} \quad (11)$$

En esta expresión m_x es la masa del nivel x , $\phi_{1,x}$ es la ordenada del modo 1 del nivel x , es la ordenada del nivel de cubierta en el modo 1 y n es en número de niveles del edificio.

Cuando se lleva a cabo análisis 3D se debe aplicar análisis con empuje incremental en cada dirección de manera independiente. Los valores de reserva de resistencia y de deriva global serán entonces calculados como el promedio en cada dirección.

5.5. Análisis dinámico no lineal

Este tipo de análisis se lleva a cabo teniendo las cargas gravitatorias factorizadas según la expresión anteriormente vista. Con este tipo de análisis no lineal se busca obtener los valores de la capacidad media de colapso \hat{S}_{CT} y el ratio de margen de colapso CMR , para cada uno de los modelos de arquetipos. La intensidad del terremoto S_T es definida con base en la intensidad media espectral del conjunto de terremotos de fuente lejana medida en el período T .

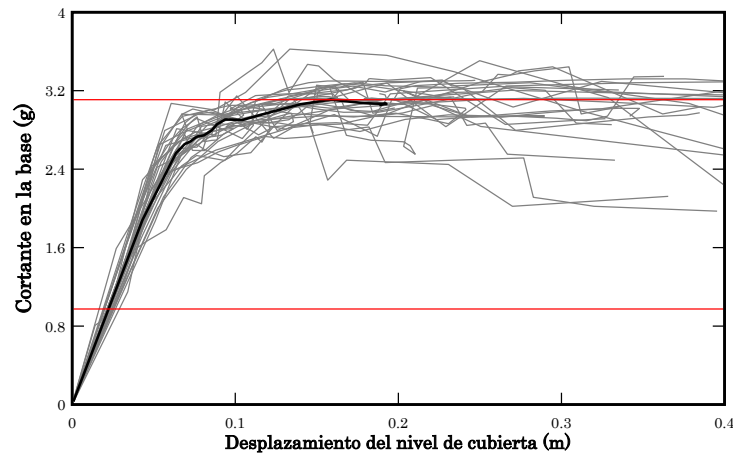


Figura 4 Resultados del análisis incremental dinámico.

La determinación del ratio de margen de colapso para cada modelo de arquetipo puede llegar a requerir de hasta 200 análisis de historia tiempo no lineal. En el presente trabajo el número de análisis se amplía al número de acelerogramas seleccionados con la fuente sismogénica que predomina en el Ecuador. Debe señalarse que este tipo de análisis ha sido implementado en el estudio de una gran cantidad de estructuras, con diferentes configuraciones, tipologías y materiales constitutivos [15, 16, 17, 18].

6. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS ARQUETIPOS

La intensidad media de colapso puede ser entendida más fácilmente si se le estudia a la luz del concepto de análisis incremental dinámico (IDA por sus siglas del inglés) formulado por Venvatsikos y Cornell [6] que se lleva a cabo escalando progresivamente los acelerogramas hasta que la estructura alcanza el punto de colapso. De esta forma, cada análisis dinámico no lineal representa un punto de la curva IDA, que está representando una medida de prestaciones (MP) contra una medida de intensidad (MI). En la

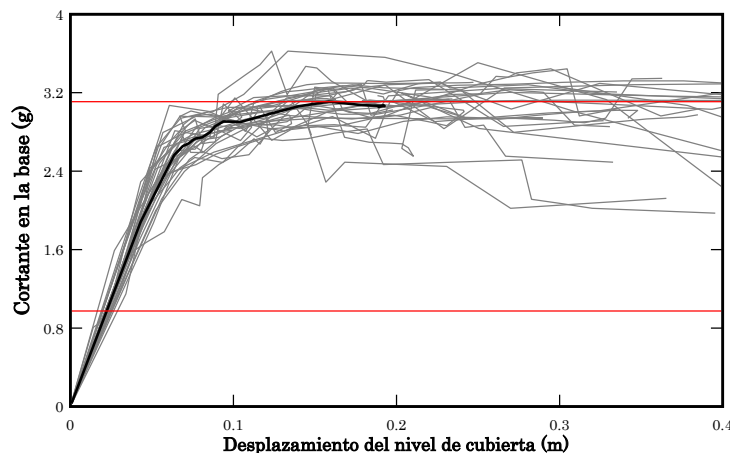


Figura 4 se puede apreciar un conjunto de curvas IDA correspondientes a la ilustración del procedimiento contenida en el FEMA.

Las diferencias entre las curvas IDA se dan por las diferencias en el contenido frecuencial de los terremotos. Se estima que el colapso se produce cuando ocurren desplazamientos laterales excesivos.

Con los resultados obtenidos del análisis IDA, se puede generar una curva de fragilidad de colapso, mediante una función de distribución acumulativa que relaciona la intensidad d un terremoto con la probabilidad de alcanzar el colapso. En la Figura 5 se puede apreciar un ejemplo de función acumulativa obtenida al ajustar la distribución lognormal a los datos obtenidos en el análisis IDA.

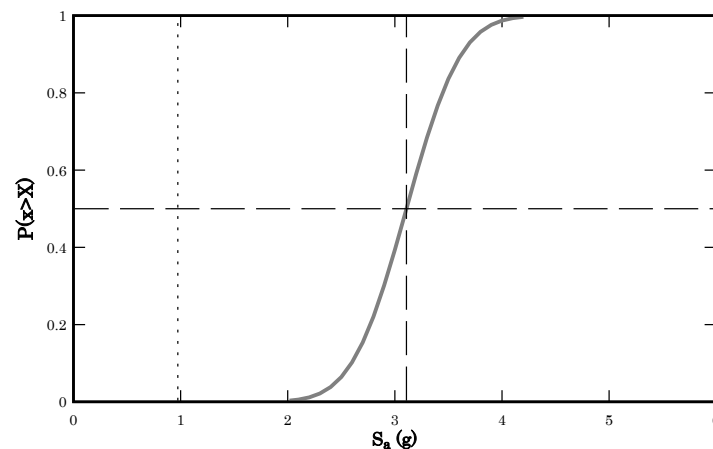


Figura 5 Curva de fragilidad de colapso obtenida de los resultados de las curvas IDA

La fragilidad lognormal de colapso se define mediante dos parámetros: la intensidad media de colapso y la desviación del logaritmo natural, β_{RTR} . La capacidad media de colapso \hat{S}_{CT} corresponde a una probabilidad de colapso de 50%. La pendiente de la distribución lognormal corresponde a la desviación β_{RTR} , reflejando así la dispersión de resultados bajo la variabilidad de registro a registro. En la metodología solo se calcula el valor de la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} mientras que para β_{RTR} se asume un valor fijo de 0,4 para sistemas con ductilidad basada en el período mayor o igual a 3.

Esta última decisión se fundamenta en varios motivos. Primero que nada estudios previos han demostrado que la variabilidad entre registros es prácticamente constante, En segundo lugar, el cálculo más preciso de la variabilidad entre registros no afectaría de forma significativa el cálculo de la razón media de colapso cuando se combinan varias fuentes de incertidumbre de colapso.

6.1. Cálculo de la capacidad media de colapso y el RMC

De entre todos los resultados obtenidos al calcular las curvas IDA, la metodología requiere únicamente de la identificación de la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} . Una forma eficiente de conseguirlo consiste simplemente en escalar todos los acelerogramas escogidos con respecto al máximo terremoto considerado (MTC) cuyo valor se ha expresado como S_{MT} , iniciando desde allí los análisis, hasta que la mitad de los terremotos escalados produzcan el colapso.

La intensidad más baja en la que la mitad de los terremotos causa el colapso se considerará como la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} . De acuerdo con esta selección del ajuste de la intensidad de los terremotos logrará reducirse razonablemente la cantidad de análisis dinámicos en comparación con los requeridos en un procedimiento estándar de IDA.

Seguidamente se calcula el valor de la intensidad del máximo terremoto considerado S_{MT} directamente del espectro de diseño y para un período fundamental T . La razón entre la intensidad media de colapso y la intensidad del máximo terremoto considerado proporciona el valor de la razón de margen de colapso:

6.2. Disipación de energía y amortiguamiento viscoso

La calibración de los arquetipos para los sismos aplicados, hace que el amortiguamiento estructural se modele directamente en el análisis mediante respuesta histerética de los miembros estructurales. Por tal motivo la consideración del amortiguamiento estructural deberá ser menor que en el caso del análisis lineal elástico.

Los valores típicos del amortiguamiento para el análisis dinámico no lineal se ubican entre el 2% y el 5% del amortiguamiento crítico.

6.3. Recomendaciones para el cálculo de la razón media de colapso mediante análisis dinámico tridimensional

Para análisis tridimensional se aplica el conjunto de registros en cada dirección de análisis. Estudios comparativos entre análisis 2D y 3D demuestra que estos últimos alcanzan el colapso con intensidades que son unos 20% menores que los alcanzados por modelos 2D, por tanto, utilizar el análisis 3D garantiza resultados más conservadores.

Por esta razón los resultados obtenidos para la razón de margen de colapso (RMC) se multiplicarán por un factor de 1,20. Este factor se aplicará de forma acoplada con el factor de forma espectral (FFE) que se aplica para calcular la razón de margen de colapso ajustada (RMCA) que forma parte de la evaluación de prestaciones de la estructura.

6.4. Aproximación al proceso de evaluación

Los valores de la reserva de resistencia se obtienen de los análisis con empuje incremental (análisis pushover). La evaluación del valor de prueba del factor de reducción de respuesta R se logra mediante la combinación de los resultados del análisis estático y dinámico no lineal. Finalmente, el factor de amplificación de desplazamientos se calcula partiendo de un valor aceptable de R , combinado con el factor de amortiguamiento efectivo del sistema. En la

Figura 6 se puede apreciar el flujograma que resume los pasos de la metodología.

Pasos de la evaluación

Paso 1. Obtener los valores calculados de la reserva de resistencia, de la ductilidad basada en el período y del ratio de margen de colapso para cada uno de los arquetipos.

Paso 2. Calcular el ratio de margen de colapso ajustado (ACMR) para cada arquetipo usando el factor de forma espectral SSF (que depende del período T y de la ductilidad basada en el período μ_T).

Paso 3. Calcular la incertidumbre total del sistema β_{TOT} , con base en la calidad de los requisitos del diseño y de los datos experimentales.

Paso 4. Determinar valores aceptables del ratio de margen de colapso ajustado $ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$ respectivamente, con base en la incertidumbre total de colapso del sistema.

Paso 5. Evaluar el ratio de margen de colapso ajustado ACMR para cada arquetipo y para los valores promedios de cada grupo de prestaciones.

Paso 6. Evaluar la reserva de resistencia Ω_0 .

Paso 7. Evaluar el factor de amplificación de desplazamientos C_d .

Si en la evaluación de los valores de ACMR se obtienen resultados de prueba de las prestaciones sísmicas que resultasen inaceptables, el sistema estructural debería ser redefinido, deberían efectuarse nuevos análisis y conducirse un nuevo proceso de evaluación. Este no es el caso presente pues se está aplicando la Metodología para calibrar los valores normativos de diseño.

6.5. Criterios de evaluación de grupos de prestaciones

Las configuraciones de los arquetipos han sido ensambladas con el objetivo principal de recoger las mayores diferencias en configuración, fuerzas gravitatorias y sísmicas y los posibles periodos estructurales que se puedan presentar en la práctica. La categorización de las configuraciones de los arquetipos permite obtener valores estadísticos para la evaluación de propiedades mínimas y promedio de los factores de prestaciones sísmicas.

En general, los valores de prueba son evaluados para cada grupo de prestaciones. Los resultados para cada grupo son promediados para calcular el valor representativo de cada grupo, considerándosele como la primera base para juzgar la aceptabilidad de cada valor de prueba.

El valor de prueba del factor de reducción de respuesta R , deberá ser aceptable para cada grupo de prestaciones. La reserva de resistencia del sistema se basa en el mayor valor de la reserva de resistencia de todos los grupos de prestaciones considerados (se verá más adelante que esto está sujeto a ciertos límites). El factor de amplificación de desplazamientos se deriva del valor aceptable de R y de la consideración del factor de amortiguamiento efectivo del sistema.

Los resultados son evaluados con la finalidad de evaluar posibles casos atípicos (arquetipos individuales que se comportan de una forma inferior a la del promedio de los casos). Los casos atípicos pueden ser acomodados si se adoptan factores de diseño más conservadores, o se pueden eliminar del espacio de los arquetipos si se revisan los requisitos de diseño (por ejemplo, eliminando ciertas alturas de edificaciones para no alcanzar períodos que den resultados atípicos).

Inicialmente no se requiere que todos los arquetipos sean utilizados en la evaluación, siempre que se pueda demostrar que algunas combinaciones de diseño no son críticas y no controlan la evaluación de las prestaciones. Debe prestarse especial atención a aquellos casos no críticos, que deben ser removidos del grupo dominante en la determinación de las prestaciones.

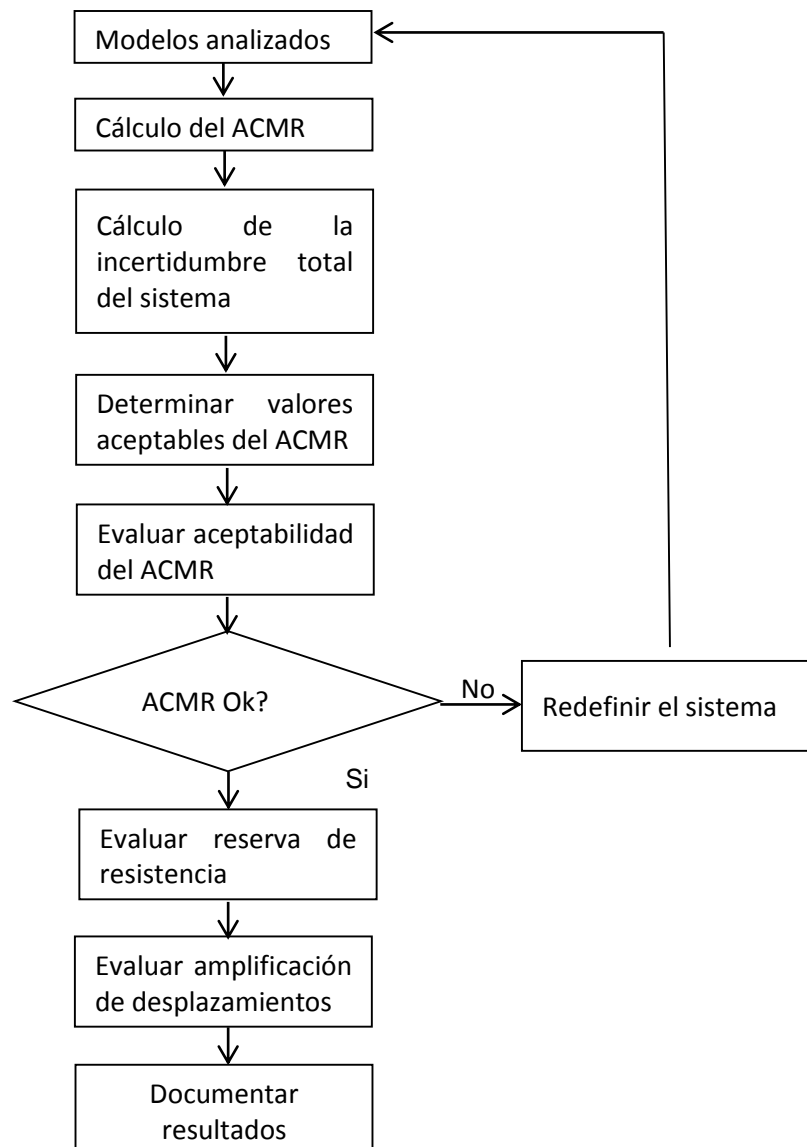


Figura 6 Flujograma con los pasos del proceso de evaluación de las prestaciones del sistema estructural

6.6. Probabilidad aceptable de colapso

La premisa fundamental de la evaluación de las prestaciones es que se debe obtener una baja y razonable probabilidad de colapso como criterio de evaluación de la prestación de colapso para el sistema estructural.

En la metodología se sugiere que la probabilidad de colapso bajo el máximo terremoto considerado (*MCE*) se limite a 10%. Se requiere que cada grupo de prestaciones cumpla con este límite de probabilidad de colapso, en promedio y que además para arquetipos individuales se puede presentar una probabilidad mayor, hasta alcanzar un 20% (casos atípicos o especiales).

6.7. Ratio de margen de colapso ajustado

La capacidad de colapso y el cálculo del ratio de margen de colapso dependen del contenido frecuencial (forma espectral) del conjunto de los terremotos aplicados. Con el objeto de considerar la forma espectral, el ratio de margen de colapso *CMR* se modifica para obtener un ratio de margen de colapso ajustado *ACMR*, para cada arquetipo *i*, según:

$$ACMR_i = SSF_i CMR_i \quad (12)$$

Este ajuste es adicional al aplicado cuando se ha llevado a cabo análisis no lineal tri-dimensional.

6.8. Efecto de la forma espectral sobre el ratio de margen de colapso

La utilización de determinados acelerogramas al efectuar los análisis dinámicos no lineales, puede conducir a que de forma conjunta con el efecto de pérdida de rigidez del sistema estructural cuando este se comporta plásticamente. Todo esto hace que se reduzca la capacidad destructiva del terremoto aplicado, para lo cual se recomienda aplicar los factores de ajuste de la Tabla 5 (Tabla 7-1 a del FEMA P695) que se muestra a continuación.

Tabla 5 Factores de forma espectral *SSF* recomendados para estructuras emplazadas sobre suelos rígidos (Tabla 7-1a del FEMA P695)

Periodo T (s)	Ductilidad basada en el periodo							
	1,0	1,1	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0	≥8,0
≤0,5	1,0	1,02	1,04	1,06	1,08	1,09	1,12	1,14
0,6	1,0	1,02	1,05	1,07	1,09	1,11	1,13	1,16
0,7	1,0	1,03	1,06	1,08	1,10	1,12	1,15	1,18
0,8	1,0	1,03	1,06	1,08	1,11	1,14	1,17	1,20
0,9	1,0	1,03	1,07	1,09	1,13	1,15	1,19	1,22

1,0	1,0	1,04	1,08	1,10	1,14	1,17	1,21	1,25
1,1	1,0	1,04	1,08	1,11	1,15	1,18	1,23	1,27
1,2	1,0	1,04	1,09	1,12	1,17	1,20	1,25	1,30
1,3	1,0	1,05	1,10	1,13	1,18	1,22	1,27	1,32
1,4	1,0	1,05	1,10	1,14	1,19	1,23	1,30	1,35
>1,5	1,0	1,05	1,11	1,15	1,21	1,25	1,32	1,37

Estos valores se han graficado en la Figura 7, de manera conjunta, para facilitar las labores necesarias de interpolación para los arquetipos estudiados.

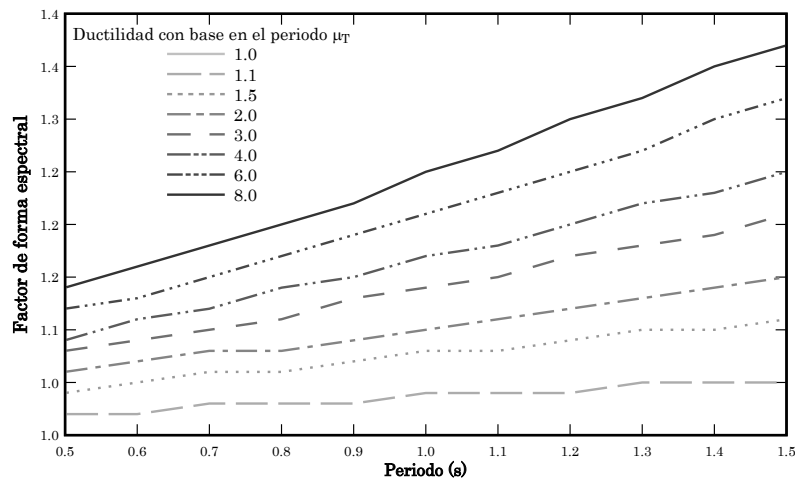


Figura 7 Factores de forma espectral graficados para facilitar la labor de interpolación

Esta tabla contiene los valores de los Factores de forma espectral (*SSF*) que dependen de la ductilidad con base en el periodo y del periodo estructural.

Como los factores de forma espectral son muy diferentes para las distintas categorías sísmicas, el grupo dominante para el ratio de margen de colapso ajustado (*ACMR*) no deberá ser el mismo que para el grupo dominante para el ratio de margen de colapso (*CMR*) antes del ajuste.

6.9. Incertidumbre total de colapso del sistema

Son varias las fuentes de incertidumbre que participan en la variabilidad de la capacidad de colapso. Grandes valores de variabilidad en la predicción del colapso global podrá necesitar de grandes márgenes de colapso con el objeto de limitar la probabilidad a un nivel aceptable para el máximo terremoto considerado (*MCE*).

Las siguientes son las fuentes de incertidumbre consideradas en el proceso de evaluación del colapso:

Incetidumbre entre registros aplicados (*RTR*)

Se considera que los valores de β_{RTR} en un rango que varía entre 0,35 y 0,45 son consistentes con diferentes tipos de edificaciones. Para terremotos de fuente lejana se aplica un valor fijo de $\beta_{RTR} = 0,40$. Este valor es aplicable a sistemas con grandes elongaciones del periodo.

Si la elongación no es muy grande o no existiese, se deberá utilizar:

$$0,20 \leq \beta_{RTR} = 0,1 + 0,1 \mu_T \leq 0,40 \quad (13)$$

Incertidumbre por requisitos de diseño (DR)

Esta fuente de incertidumbre se relaciona con el grado de completitud y robustez de los requisitos de diseño, en la medida en que esta brinda seguridad frente a modos de falla inesperados.

Incertidumbre por datos experimentales (TD)

Esta incertidumbre se relaciona con la completitud y robustez de los datos experimentales usados para definir las características de los arquetipos que serán modelados. De alguna manera están asociados con la incertidumbre de algunos datos de los modelos.

Incertidumbre en el modelado (MDL)

Esta incertidumbre está relacionada con cuan bien los modelos de los arquetipos representan el rango completo de las características estructurales asociadas con los parámetros de diseño del espacio de diseño del sistema estructural objeto del estudio.

6.10. Combinación de las incertidumbres en la evaluación del colapso

La incertidumbre total se obtiene mediante la combinación de las incertidumbres anteriores. Finalmente, la fragilidad de colapso de cada arquetipo se define mediante una variable aleatoria S_{CT} , que se asume es igual al producto del valor medio de la intensidad de colapso del terremoto \hat{S}_{CT} , calculada mediante análisis dinámico no lineal y la variable aleatoria λ_{TOT} :

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT} \lambda_{TOT} \quad (14)$$

Se asume que λ_{TOT} obedece a una distribución lognormal cuyo valor medio es la unidad y con una desviación estándar β_{TOT} . La variable aleatoria lognormal λ_{TOT} se define como el producto de cuatro variables aleatorias:

$$\lambda_{TOT} = \lambda_{TRT} \lambda_{DR} \lambda_{TD} \lambda_{MDL} \quad (15)$$

Se asume que λ_{TRT} , λ_{DR} , λ_{TD} y λ_{MDL} son independientes y lognormalmente distribuidas con valores medios iguales a la unidad, con valores de desviación estándar β_{TRT} , β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} , respectivamente. La desviación estándar del parámetro lognormal que cuantifica la incertidumbre total de colapso β_{TOT} , está dado por:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{TRT}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (16)$$

Donde:

β_{TOT} : Incertidumbre total del sistema (0,275-0,950)

β_{TRT} : Incertidumbre entre registros aplicados (0,20-0,40)

β_{DR} : Incertidumbre por los requisitos de diseño (0,10-0,50)

β_{TD} : Incertidumbre por los datos experimentales (0,10-0,50)

β_{MDL} : Incertidumbre en el modelado (0,10-0,50)

Como se verá más adelante, el criterio de aceptación se fundamentará en la incertidumbre total β_{TOT} .

6.11. Influencia de la incertidumbre sobre el margen de colapso

La incertidumbre influye sobre la forma de la curva de fragilidad de colapso obtenida del análisis incremental dinámico. En la Figura 8 se muestran las curvas de fragilidad de colapso para dos casos con dos niveles distintos de incertidumbre. La curva de líneas segmentadas corresponde a un valor de $\beta_{TRT} = 0,40$, mientras que la curva de línea continua tiene una $\beta_{TOT} = 0,65$. Como se desprende de la Figura, la incertidumbre adicional contribuye al “aplanamiento” de la curva.

Esto incide en que para un valor fijo de la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} , la incertidumbre adicional conduce a incremento de la probabilidad de colapso al evaluar para valores de la intensidad del terremoto máximo considerado (MCE).

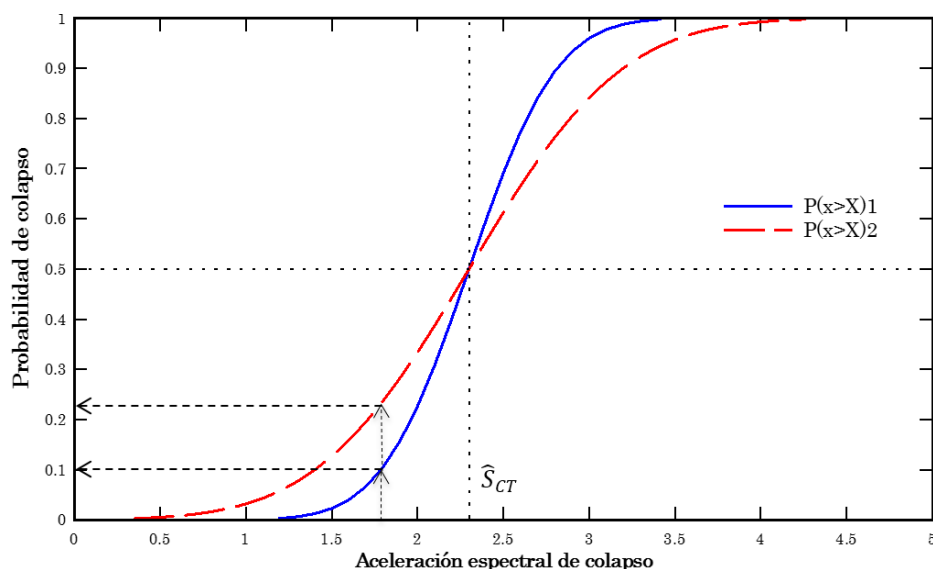


Figura 8 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres pero con la misma probabilidad de colapso

Cambios en la probabilidad de colapso a nivel del máximo terremoto considerado afecta al ratio de margen de colapso (CMR). En la Figura 9 se muestran curvas de fragilidad de colapso para de los hipotéticos sistemas sismo-resistentes, que disponen de distintas incertidumbres de colapso. En el ejemplo mostrado ambos sistemas han sido diseñados para el mismo coeficiente sísmico C_s y poseen la misma intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} . Sin embargo, el Sistema 1 tienen mayor incertidumbre, por tanto la curva de fragilidad de colapso es más “aplanada”. Para alcanzar la misma probabilidad de colapso del 10% para terremotos máximos considerados (CME), se requiere de un margen de colapso más elevado, en comparación con el del Sistema 2 ($CMR_1 > CMR_2$). Todo esto trae como consecuencia que el Sistema 1 deberá ser diseñado con un factor de reducción de respuesta (R) menor que el del Sistema 2.

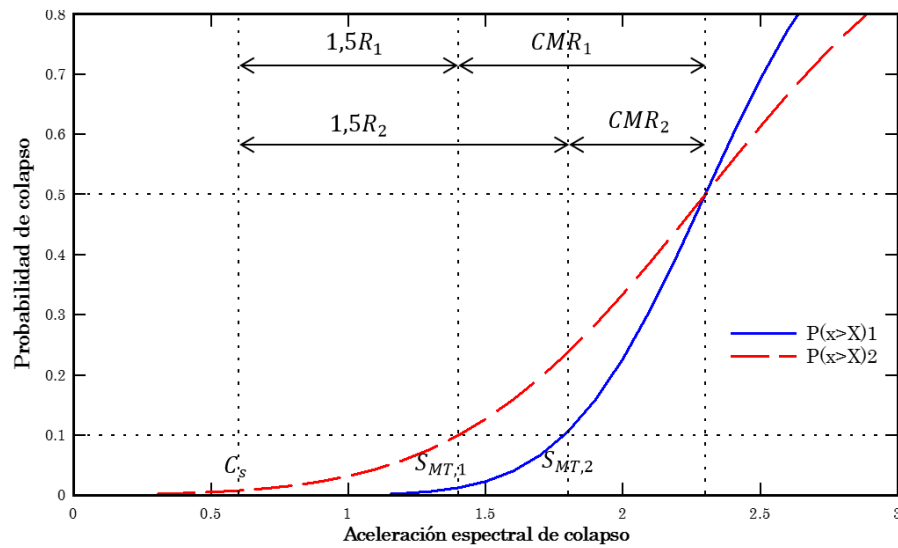


Figura 9 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres

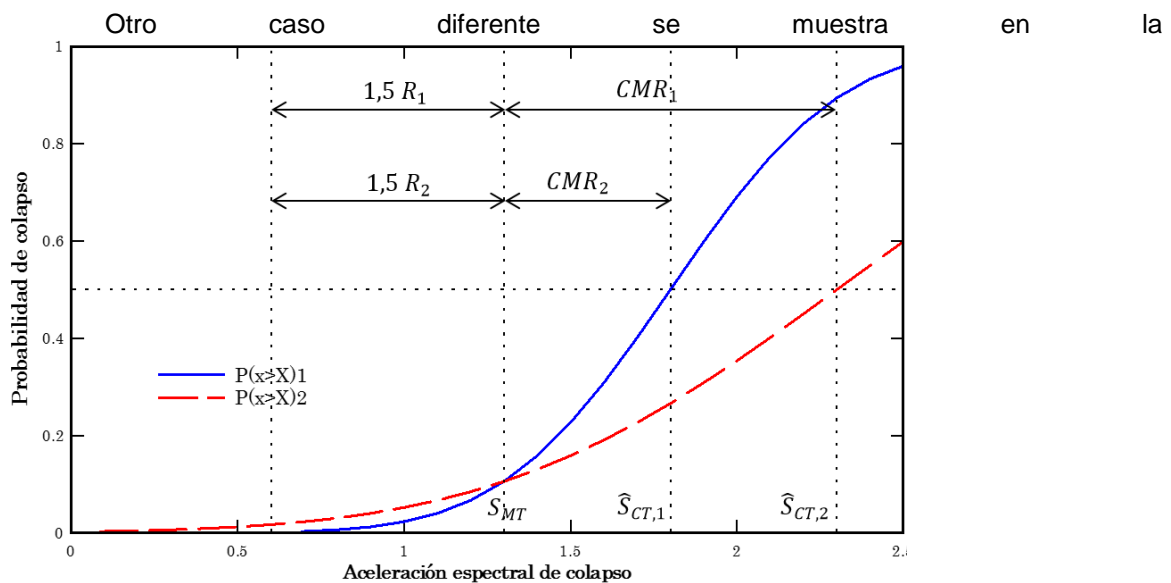


Figura 10. Para dos sistemas estructurales con el mismo coeficiente sísmico (C_s) se han diseñado para el mismo factor de reducción de respuesta (R). La diferencia en cuanto a la incertidumbre requiere de diferentes niveles de ratios de margen de colapso (RMC) para alcanzar la misma probabilidad de colapso. Con el objeto de aplicar el mismo factor de reducción de respuesta R , el Sistema 1 deberá tener un margen de colapso que el del Sistema 2 ($CMR_1 > CMR_2$).

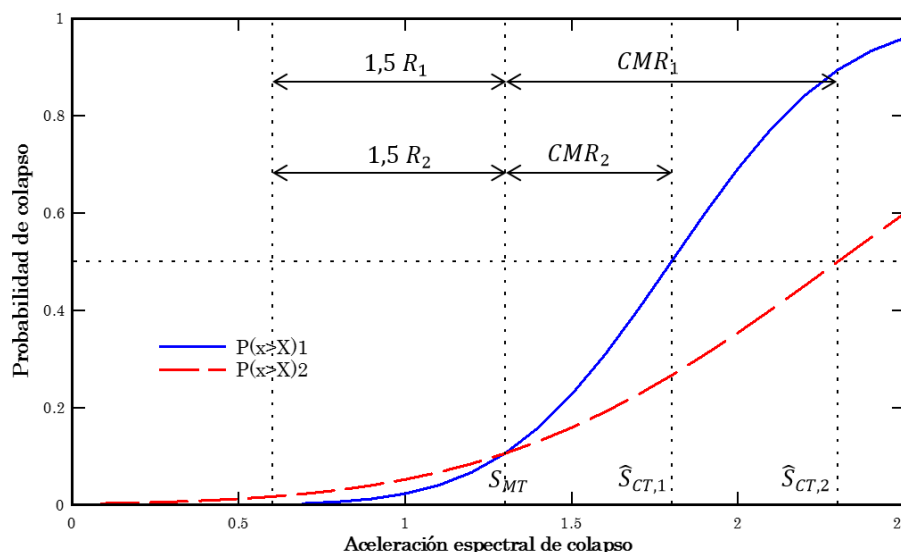


Figura 10 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres y RMC

6.12. Incertidumbre total de colapso del sistema

La incertidumbre total se calcula mediante la expresión que incluye todas las fuentes de incertidumbre estudiadas.

Los rangos de calidad para requisitos de diseño, datos experimentales y modelado no lineal se trasladan a valores cuantitativos con incertidumbre con base en la escala siguiente:

- A) Superior $\beta = 0,10$
- B) Bueno $\beta = 0,20$
- C) Suficiente $\beta = 0,10$
- D) Pobre $\beta = 0,50$

Al contabilizar todas las fuentes de incertidumbre se alcanzan valores extremos: $\beta_{TOT} = 0,275$ para los sistemas más confiables y $\beta_{TOT} = 0,950$ para los sistemas menos confiables. La Metodología simplifica el procedimiento suministrando unas Tablas de las que se desprenden los posibles valores para las combinaciones de incertidumbres.

Considerando que la calidad del modelado es buena, se pasa a usar los datos de la Tabla 7-2 b que se muestra a continuación. En la

Tabla 6 se muestran los valores para el caso de estructura con un buen modelado y para ductilidad con base en la ductilidad alta (elongación del período).

Tabla 6 Valores de la incertidumbre total β_{TOT} para modelado bueno (B) y con ductilidad basada en el período alta ($\mu_T > 3$)

Datos experimentales	Calidad de los requisitos de diseño			
	(A) Superior	(B) Bueno	(C) Justo	(D) Pobre
(A) Superior	0,475	0,5	0,575	0,675
(B) Bueno	0,5	0,525	0,6	0,7
(C) Justo	0,575	0,6	0,675	0,75

(D) Pobre	0,675	0,7	0,75	0,825
-----------	-------	-----	------	-------

En algunos casos se tomará el valor de (siempre que $\mu_T > 3$). En caso contrario, se calculará $\beta_{TOT} = 0,7$ de acuerdo con la expresión correspondiente y se obtiene finalmente el valor de β_{TOT} .

6.13. Valores aceptables del ratio de margen de colapso

Los valores del ratio de margen de colapso se basan en la incertidumbre total del sistema β_{TOT} , y de los valores establecidos de probabilidades aceptables de colapso. En la Tabla 7 se muestran los valores aceptables del ratio de margen de colapso $ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$ que se basan en la incertidumbre total de colapso y los valores aceptables de probabilidad de colapso de 10% y 20%, respectivamente. También, con fines de comparación, se muestran los valores para un rango entre el 5% y el 25% de probabilidad de colapso. Valores bajos de aceptación de probabilidad de colapso y altos niveles de incertidumbre de colapso conducen a altos valores de ratios ajustados de margen de colapso.

Tabla 7 Valores aceptables del ratio de margen de colapso

Incertidumbre total de colapso del sistema	Probabilidad de colapso				
	5%	10% ($ACMR_{10\%}$)	15%	20% ($ACMR_{20\%}$)	25%
0,275	1,57	1,42	1,33	1,26	1,2
0,3	1,64	1,47	1,36	1,29	1,22
0,325	1,71	1,52	1,4	1,31	1,25
0,35	1,78	1,57	1,44	1,34	1,27
0,375	1,85	1,62	1,48	1,37	1,29
0,4	1,93	1,67	1,51	1,4	1,31
0,425	2,01	1,72	1,55	1,43	1,33
0,45	2,1	1,78	1,59	1,46	1,35
0,475	2,18	1,84	1,64	1,49	1,38
0,5	2,28	1,9	1,68	1,52	1,4
0,525	2,37	1,96	1,72	1,56	1,42
0,55	2,47	2,02	1,77	1,59	1,45
0,575	2,57	2,09	1,81	1,62	1,47
0,6	2,68	2,16	1,86	1,66	1,5
0,625	2,8	2,23	1,91	1,69	1,52

0,65	2,91	2,3	1,96	1,73	1,55
0,675	3,04	2,38	2,01	1,76	1,58
0,7	3,16	2,45	2,07	1,8	1,6
0,75	3,43	2,61	2,18	1,88	1,66
0,775	3,58	2,7	2,23	1,92	1,69
0,8	3,73	2,79	2,29	1,96	1,72
0,825	3,88	2,88	2,35	2	1,74
0,85	4,05	2,97	2,41	2,04	1,77
0,875	4,22	3,07	2,48	2,09	1,8
0,9	4,39	3,17	2,54	2,13	1,83
0,925	4,58	3,27	2,61	2,18	1,87
0,95	4,77	3,38	2,68	2,22	1,9

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se ha expuesto la aplicación de la metodología FEMA P695 a la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador.

La metodología es un compendio de los procedimientos de evaluación que se han generado de las últimas investigaciones en el área a nivel mundial. Si bien está formulada para dar cumplimiento al marco conceptual contenido en las normas americanas ASCE-SEI 7-05, la profunda relación de esta última con las normas de diseño sismorresistente de Latinoamérica en general y la NEC en particular, permite su compatibilización sin mayor pérdida de eficiencia.

Se ha aplicado la metodología a la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador de uso residencial, siendo necesario seleccionar la zona metropolitana de la ciudad de Quito como área de estudio, dada la diversidad de las zonas sísmicas del país.

En este trabajo se han presentado de manera resumida la metodología del FEMA P695, que si bien ha sido formulada con la idea de producir los factores de diseño sismorresistente de diferentes tipologías estructurales, es aplicable a tipologías existentes que se puedan evaluar mediante procedimientos deterministas. La gran cantidad de arquetipos que se han generado en el estudio, han requerido aplicar procedimientos probabilistas, con la finalidad de cuantificar e incorporar al estudio de evaluación sísmica la incertidumbre asociada con la definición de los arquetipos, su modelización, los requisitos de diseño sismorresistente aplicados y la disponibilidad de ensayos de laboratorio que avalen las hipótesis de comportamiento de los modelos.

Se recomienda aplicar la metodología a la evaluación de las estructuras de hormigón armado, que constituyen otra de las grandes tipologías presentes en el Ecuador. De igual manera se recomienda aplicar la metodología de forma combinada con otras metodologías de evaluación de vulnerabilidad, tales como las que se pueden encontrar en [19, 20, 21].

AGRADECIMIENTOS

El primer autor desea expresar su agradecimiento al Programa Becas Prometeo de la Senescyt del Ecuador, bajo cuyo financiamiento se desarrolla este trabajo. De igual manera desea agradecer al CDCHT de la UCLA (Venezuela) y al Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción de la ESPE (Ecuador).

REFERENCIAS

- [1] FEMA (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [2] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía, *Hormigón y Acero*. Vol. 63, N 263, 83-96. Madrid, España.
- [3] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas, *Monografías de Ingeniería Sísmica*, Centro Internacional de Métodos Numéricos e Ingeniería CIMNE, Barcelona, España 2011.
- [4] ASCE, 2005, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [5] Norma Ecuatoriana de la Construcción (2013) Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador.
- [6] Vamvatsikos D., y Cornell C.A. (2002) Incremental Dynamic Analysis *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- [7] SeismoStruct (2013) User's manual for version 6. Pavia, Italia.
- [8] Ibarra L.F., Medina, R.A., y Krawinkler, H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *International Journal for Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No.12, pp. 1489-1511.
- [9] Ibarra, L., Medina, R., y Krawinkler, H., (2002) Collapse assessment of deteriorating SDOF systems. *Proceedings*, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Elsevier Science Ltd, paper #665.
- [10] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) Seismic performance of waffled-slab floor buildings, *Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering)*, 162: 169-182. Londres, Reino Unido.
- [11] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Seismic safety of limited ductility buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8: 135-155. Springer, Dordrecht, Países Bajos, 2010.
- [12] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes, Chapter in *Computational methods in Earthquake Engineering*, 8: 135-155. Springer, Heilderberg, Alemania.
- [13] Aguiar R. (2012). *Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB*. Centro de Investigaciones Científicas, ESPE. Sangolquí. Ecuador.
- [14] AISC Committee on Specifications (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois, Estados Unidos.
- [15] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal, 4to Congreso español de ingeniería sísmica. Granada, España.
- [16] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes, *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 5: 567-575. Chicago, Estados Unidos.

- [17] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2012) Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes, in Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, InTech Publishers, Rijeka, Croacia.
- [18] Ugel R., Vielma J.C., Herrera R. y Pérez S. y Barbat A.H. (2012) Seismic response of high rise steel framed buildings with chevron-braced designed according to Venezuelan codes, 4:694-698, Natural Science, Earthquake Special Issue, California, Estados Unidos.
- [19] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- [20] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [21] Aguiar R. (2001). Sistema de computación Cienci3 para evaluar el daño sísmico en los países bolivarianos. Centro de Investigaciones Científicas, ESPE. Sangolquí. Ecuador.